



ANÁLISE DA RESISTÊNCIA A FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO QUANDO SUBMETIDAS A ALTAS TEMPERATURAS

Dionatan Evaristo da Silva (1), Daiane dos Santos da Silva Godinho (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) dionatanevaristo@hotmail.com, (2) dds@unesc.net

RESUMO

O concreto quando comparado a outros materiais, é considerado relativamente um material com boas propriedades estruturais quando exposto a temperaturas elevadas, por ser composto de materiais incombustíveis, e com baixa condutividade térmica. Quando usado em associação com o aço (concreto armado), promove a proteção térmica do aço. Porém com o aumento da temperatura, devido as diferentes propriedades do aço e do concreto, ocorrem deformações térmicas de diferentes grandezas, que geram tensões internas na peça, podendo gerar trincas e deslocamentos. Também são observadas mudanças micro e macro estruturais no concreto, alterando suas propriedades físicas e mecânicas, diminuindo assim sua resistência. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo estudar a resistência à flexão de vigas de concreto armado quando submetidas a altas temperaturas. Foram estudados dois grupos de vigas com resistências e cobrimentos distintos. Cada grupo foi dividido em três subgrupos, dos quais dois foram expostos respectivamente a 400 e 800 °C e resfriados a temperatura ambiente, permanecendo um subgrupo a temperatura ambiente como referência. Todas as vigas foram submetidas a ensaios de flexão a três pontos para análise da carga de ruptura, carga no deslocamento máximo permitido pela norma NBR 6118:2014, e evolução dos deslocamentos. Os resultados apontam que as vigas aquecidas a 400 °C não apresentaram uma perda de resistência significativa quando comparadas com as vigas de referência. Já as vigas que foram aquecidas a 800 °C apresentaram consideráveis mudanças em seu comportamento mecânico, refletindo em um material menos frágil, com maiores deformações e uma menor resistência a esforços de flexão quando comparadas as vigas de referência.

Palavras Chaves: Vigas. Concreto armado. Temperaturas elevadas. Resistência à flexão.

1. INTRODUÇÃO

Os incêndios em edificações tem sido motivo de preocupação na maioria dos países desenvolvidos e em desenvolvimento, tanto por trazer perdas de vidas humanas, como pelos grandes prejuízos de materiais. Quando esse sinistro é analisado em todas suas variáveis, se torna um fenômeno de grande complexidade. Portanto vem sendo estudado e pesquisado nos últimos anos por vários países. (MARCELLI, 2007, pg. 203)

Para evitar que ocorra o colapso da estrutura de uma edificação durante ou após um incêndio, essas devem atender a um tempo de resistência requerida ao fogo (TRRF's), onde no Brasil, esse tempo é previsto pela norma NBR 14432:2001, o qual independe do material estrutural utilizado. Portanto, para a elaboração de um projeto estrutural que atenda a esse requisito, é de suma importância o conhecimento das alterações das propriedades dos materiais empregados, quando estes são expostos a altas temperaturas.

Dentre os materiais que possuem relativamente bom comportamento estrutural quando expostos a altas temperaturas, pode-se citar o concreto armado, conforme explicam Costa e Pignata (2002, pg 1):

As estruturas de concreto são reconhecidas pela boa resistência ao incêndio em virtude das características térmicas do material, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, o concreto não exalar gases tóxicos ao ser aquecido e as peças de concreto apresentarem maior massa e volume se comparados aos elementos metálicos.

Nas estruturas de concreto armado, o concreto é associado com barras de aço em seu interior, onde a aderência entre os dois materiais é garantida devido à adesão química, ao atrito e ao engrenamento mecânico de seus materiais e componentes. Em situações normais, o concreto armado pode ser considerado como um único material, trabalhando conjuntamente. Porém, em situações de incêndio, devido aos diferentes coeficientes de dilatação térmica entre o aço e o concreto, surgem tensões internas de tal grandeza no interior da peça, que podem gerar trincas no seu sentido longitudinal, diminuindo sua resistência. (MARCELLI, 2007, pg. 215; AURICH, 2001, pg 1)

É fato que as propriedades do concreto também sofrem alterações quando exposto a altas temperaturas. Para Britez e Costo (2011, pg. 1029), “o concreto perde aproximadamente 25 % de sua resistência mecânica original quando aquecido a temperaturas da ordem de 300°C e aproximadamente 75% quando expostos a valores da ordem de 600°C”. Suas propriedades micro e macro estruturais também podem ser afetadas devido a ação de altas temperaturas.

Nas propriedades macroestruturais destacam-se deformações excessivas, lascamentos explosivos que, por sua vez, ocasionam a perda de seção resistente, fissuras, redução da resistência à tração e à compressão, e também a redução do módulo de elasticidade do concreto. (HARMATHY, 1995; POON, 2001; COSTA e PIGNATTA, 2002; HERTZ, 2003; LIMA, 2005; COSTA e PIGNATA, 2006; RAMOS, 2002, apud SILVA, D., 2009)

As ações de origem térmica prejudicam principalmente a pasta cimento, como mostra a Tabela 01. Segundo Britez e Costo (2011, pg. 1029), a pasta cimento quando aquecida se expande até cerca de 300°C. Com o aumento da temperatura ocorre uma contração exacerbada associada com a perda de água. Nesse estágio, os agregados continuam se expandido, gerando tensões que podem propiciar a perda de resistência, a fissuração e o deslocamento. “A partir da temperatura básica teórica de 300°C, começam a ocorrer prejuízos consideráveis na resistência mecânica de um componente de concreto.” (ROSSO, 1975)

Tabela 01 – Transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.

Temperatura (°C)	Transformações
20-80	Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão.
100	Marco no aumento da permeabilidade a água
80-200	Aumento da taxa de perda d'água quimicamente combinada
80-850	Perda de água quimicamente combinada
150	Pico do primeiro estágio de composição C-S-H
300	Marco no aumento da porosidade e micro fissuras
350	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio
374	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre.
400-600	Dissociação do C-S-H em CaO e água
573	Possível transformação de fase para agregados quartzosos e ligeira expansão.
550-600	Marco no aumento dos efeitos térmicos
700	Dissociação do CaCO ₃ em CaO e CO ₂ (pasta e agregados carbonáticos)
720	Segundo pico da decomposição do C-S-H em ?-C ₂ S e ?-CS
800	Modificação nas ligações químicas com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica.
1060	Começo do derretimento de alguns constituintes

Fonte: Castellote et al(2003) – apud Silva, D. Santos (2009).

Outro fator determinante na perda de resistência de elementos de concreto armado exposto a altas temperaturas é o tipo de resfriamento adotado, podendo esse ser lento ou brusco. Segundo MORALES (et al, 2011 Apud Vargas 2014), o resfriamento brusco da temperatura é responsável pelas maiores perdas de resistências em estruturas de concreto armado.

“Até 400°C o resfriamento brusco provoca reduções de resistências maiores no concreto, devido a maior quantidade de fissuras provenientes do choque

térmico ao entrar em contato com a água. Após 600°C a diferença quanto ao tipo de resfriamento não é tão relevante para a análise de perda de resistência". (XIAO e KONIG, 2004 apud OLIVEIRA, 2006).

Nesse contexto, o objetivo principal do presente trabalho, visa o estudo da resistência à flexão de vigas de concreto armado bi apoiadas para dois grupos de vigas com resistências e cobrimentos distintos, quando expostas a diferentes temperaturas, quantificando assim a diminuição da resistência em função do acréscimo de calor. Foram utilizadas 14 vigas expostas a diferentes temperaturas, que foram submetidas ao ensaio de flexão a três pontos, para a determinação da carga até o deslocamento vertical limite de acordo com a NBR 6118:2014, evolução dos carregamentos durante o deslocamento e também a carga máxima de ruptura das vigas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada para alcançar os resultados propostos pelo presente trabalho consistiu na confecção de 14 vigas em concreto armado, divididas em dois grupos de dimensionamento, denominados grupo 40 e grupo 60. O Grupo 40 foi composto por 6 vigas, e foi dimensionado com cobrimento nominal de 25 mm e resistência a compressão (f_c) de 40 Mpa, e o Grupo 60 foi composto por 8 vigas, e foi dimensionado com cobrimento nominal de 40 mm e resistência a compressão (f_c) de 60 Mpa, conforme ilustra a Tabela 02. Cabe ressaltar que os dois grupos de vigas em estudo possuem características distintas, sendo que as análises serão feitas dentro de cada grupo, não havendo comparação entre eles.

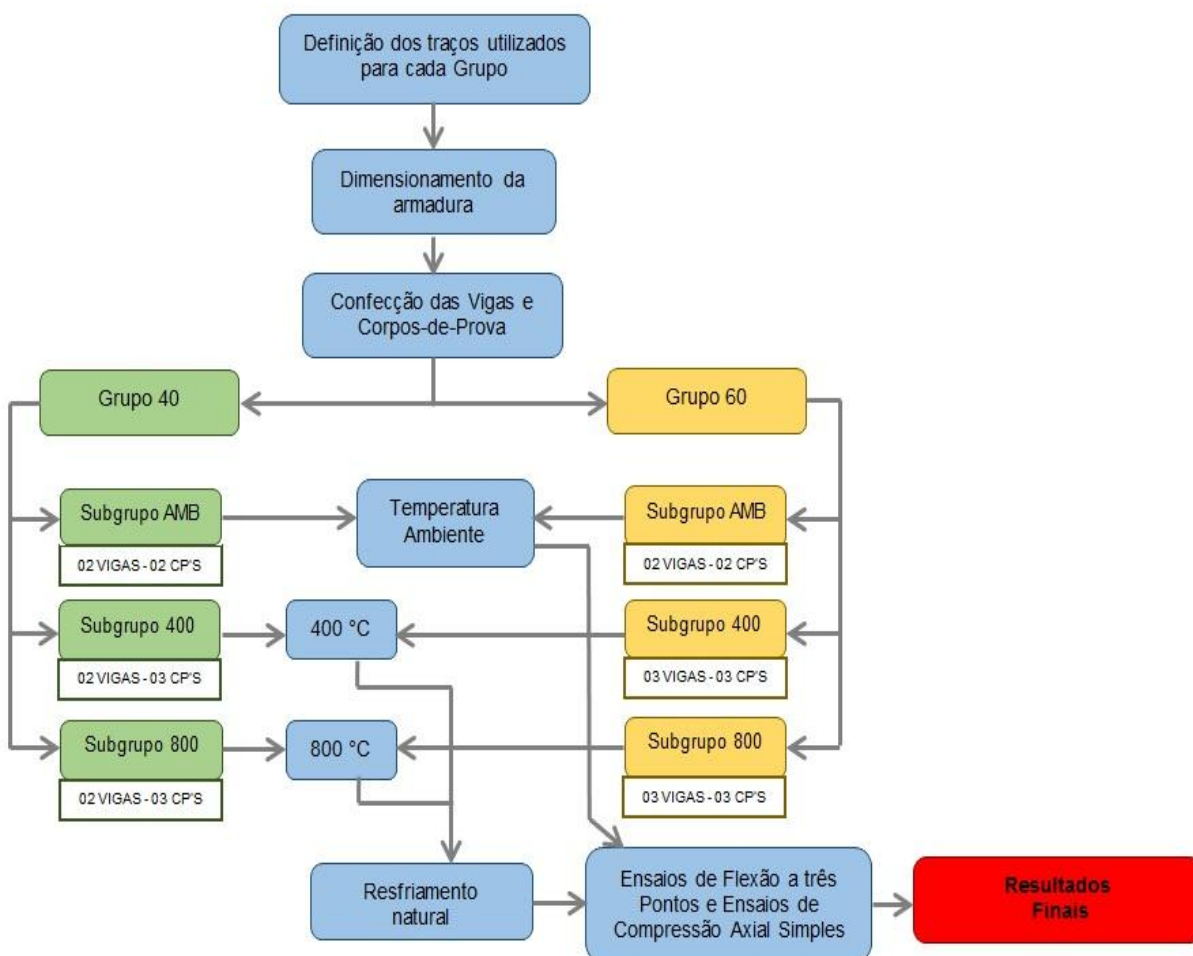
Tabela 02 – Critérios de dimensionamento para cada grupo.

Grupos de dimensionamento	Resistência à compressão do concreto - f_c (Mpa)	Cobrimento nominal (mm)
Grupo40	40	25
Grupo60	60	40

Fonte: Do autor (2017).

Cada grupo foi dividido em 3 subgrupos, denominados subgrupo AMB, subgrupo 400 e subgrupo 800, sendo que para o grupo 40, os subgrupos AMB, 400 e 800 são compostos por 2 vigas cada, e para o grupo 60, o subgrupo AMB é composto por 2 vigas e os subgrupos 400 e 800 são compostos por 3 vigas cada. As vigas dos subgrupos AMB foram mantidas em temperatura ambiente, enquanto que as vigas dos subgrupos 400 e 800 foram expostas às temperaturas de 400 °C e 800°C, respectivamente. As propriedades mecânicas de todas as vigas foram analisadas através do ensaio à flexão a três pontos. Para melhor entendimento do planejamento experimental que foi realizado, foi elaborado um fluxograma, o qual esta ilustrado na Figura 01.

Figura 01 - Fluxograma da metodologia.

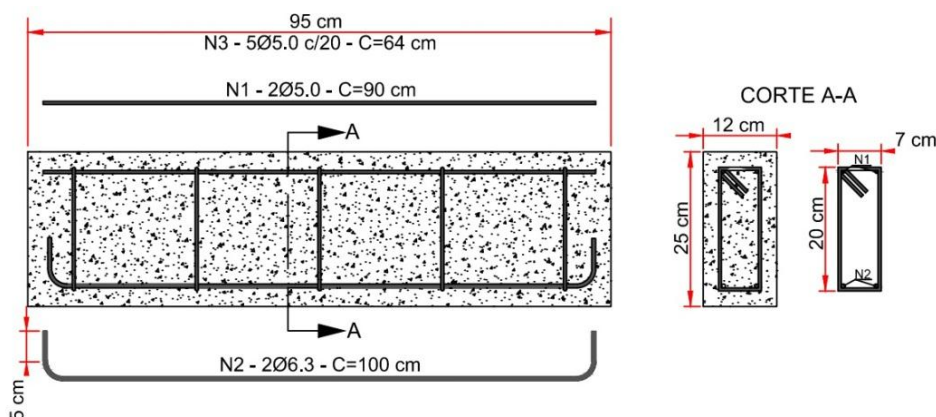


Fonte: Do autor (2017).

2.1 DIMENSIONAMENTO

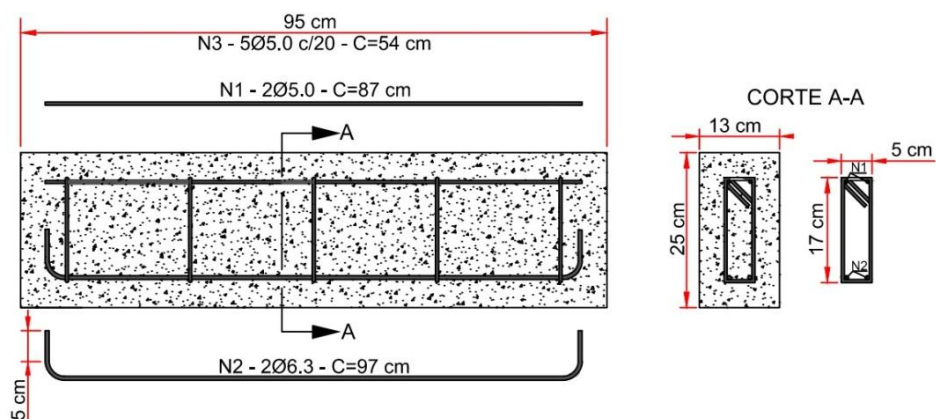
Todas as vigas foram dimensionadas seguindo as especificações da norma NBR 6118:2014. Para todas as barras foi utilizado aço CA 50. As dimensões adotadas foram de 12x25x95 cm para o grupo 40 e 13x25x95 cm para o grupo 60. Para ambos os grupos foi adotado para a armadura de flexão duas barras com 6.3 mm, resultando numa área de aço de 0,62 cm², porta estribos com 5,0 mm, e estribos com 5,0 mm, posicionados a 90° com relação ao eixo horizontal da viga, e com um espaçamento de 20 cm, atendendo aos critérios de diâmetro mínimo, exigidos pela norma NBR 6118:2014. As Figuras 02 e 03 mostram os detalhamentos das armaduras adotadas.

Figura 02 – Detalhamento de armadura para o Grupo 40.



Fonte: Do autor (2017).

Figura 03 – Detalhamento de armadura para o Grupo 60.



Fonte: Do autor (2017).

2.2 CONFECÇÃO E CONCRETAGEM

Posteriormente ao detalhamento, foi realizada o corte e dobragem do aço para a montagem das armaduras. Depois de prontas, foram aplicados os espaçadores de plástico conforme cobertura previsto para cada grupo. Também foi aplicado desmoldante na parte interna das formas, para facilitar o trabalho da desforma, para então se posicionar as armaduras no interior das formas, permanecendo assim prontas para o recebimento do concreto.

O concreto foi produzido *in loco* no Laboratório de Materiais de construção civil (LMCC) da UNESC, local onde também foi realizada a concretagem. As resistências do concreto à compressão (f_c) adotadas para os concretos em estudo foram de 40 e 60 Mpa, utilizando traços de 1:2,85:3,15 com relação água/cimento de 0,59 e 1:1,48:2,02 com relação água/cimento de 0,35 respectivamente, conforme ilustra a Tabela 03. Para o calculo dos traços foram utilizados outros traços já calculados, os quais utilizaram os mesmos agregados presentes nesse estudo.

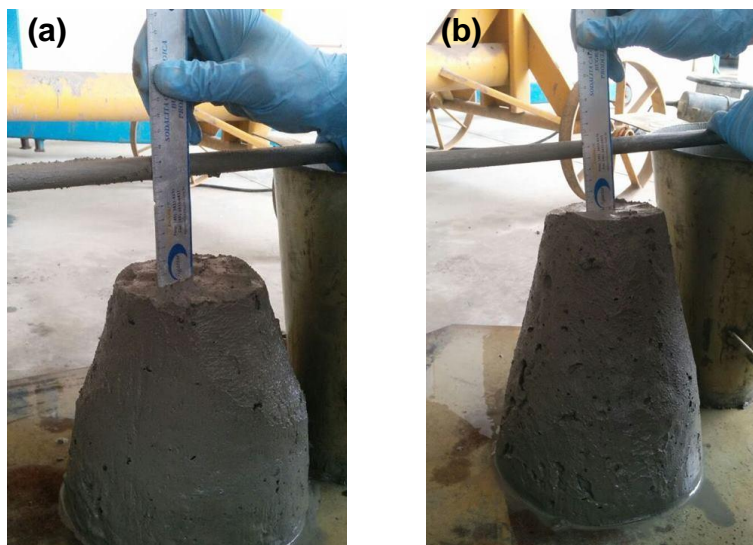
Tabela 03 – Traços e agregados utilizados.

	Grupo 40 (40 MPa)	Grupo 60 (60 MPa)
Cimento CP IV	1	1
Areia média	2,85	1,48
Brita n°2	3,15	2,02
Água/cimento	0,59	0,35

Fonte: Do autor (2017).

O concreto foi caracterizado no estado fresco por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone (slump-test) segundo as recomendações da NBR 6118:2014. Os resultados obtidos foram de 08 cm para o concreto de 40 Mpa, e de 05 cm para o concreto de 60 Mpa, conforme mostra as Figuras 04.a e 04.b.

Figura 04 - Ensaio *Slump-Tes* - (a) Para concreto 40 Mpa. (b) Para concreto 60 Mpa.



Fonte: Do autor (2017).

Todas as vigas e corpos-de-prova foram concretados na mesma data. O concreto foi adensado com auxílio de vibradores de imersão, evitando nichos de concretagem, conforme recomenda a norma NBR 14931:2004. Para evitar a retração do concreto, manteve-se uma lamina d'água sobre as vigas durante sete dias.

Figura 05 – (a) Vigas após a concretagem. (b) Vigas após a desforma.



Fonte: Do autor (2017).

2.3 AQUECIMENTO DAS VIGAS E CORPOS DE PROVAS

As vigas e corpos-de-prova inicialmente em temperatura ambiente foram aquecidos conforme a temperatura já definida para cada subgrupo a uma taxa de aquecimento

de 3,0 °C/min, conforme recomenda Rilem TC129MHT (2000 *apud* SILVA, 2009), até alcançarem o patamar desejado, em seguida permaneceram expostos por mais 30 minutos, e então a mufla foi desligada, e as amostras permaneceram no seu interior por 24 h para seu total resfriamento. Devido às dimensões da mufla, foram aquecidas duas vigas e dois corpos-de-prova de cada vez (Figura 07.c). Para cada temperatura adotada, a curva de aquecimento foi calculada em função da taxa de aquecimento, conforme se pode observar na Tabela 04.

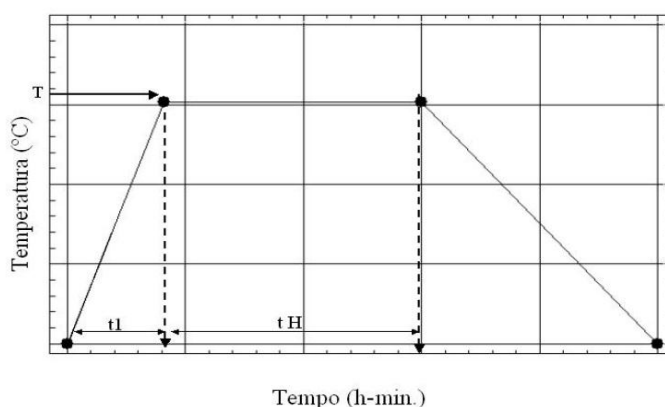
Tabela 04 – Programa de aquecimento.

	Temperatura (°C)	T (°C)	t1 (h:min)	tH (h.min)
Grupo 40	400	400	02:06	00:30
	800	800	04:19	00:30
Grupo 60	400	400	02:06	00:30
	800	800	04:19	00:30

Fonte: Do autor (2017).

Conforme se observa na Figura 06, o programa de aquecimento está em função do tempo.

Figura 06 – Curva de aquecimento.



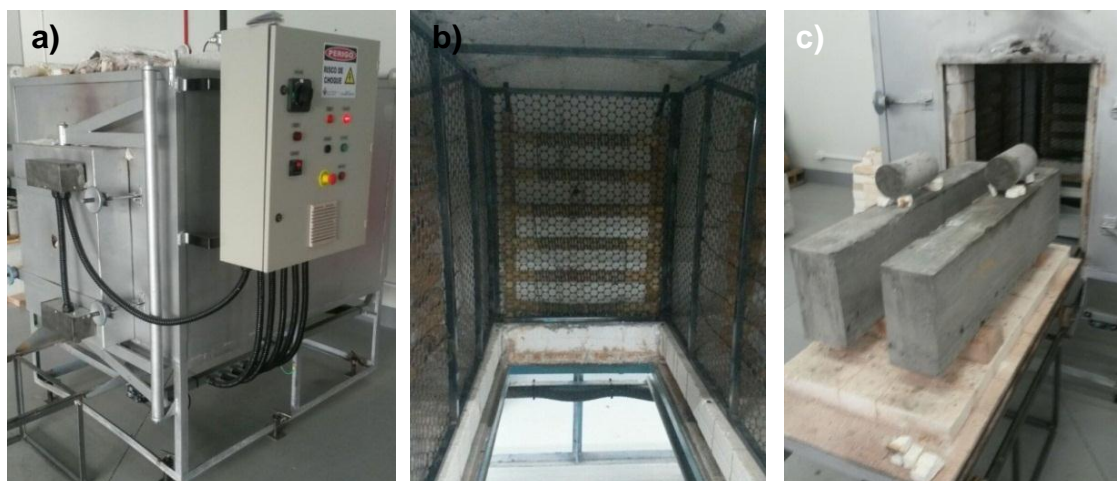
Fonte: Do autor (2017).

Após os corpos-de-prova e vigas permanecerem em aquecimento durante o tempo determinado, a mufla foi desligada e permaneceu durante 24 horas para que ocorresse o resfriamento natural do concreto, até a sua temperatura estabilizar com a temperatura ambiente.

O equipamento utilizado no aquecimento foi uma mufla com controle digital de temperatura, tendo dimensões úteis de 50x60x105 cm e com capacidade de até 1000 °C, conforme ilustra a Figura 07.a.

Para evitar que os possíveis lascamentos explosivos danificassem o revestimento cerâmico da mufla, foi confeccionada uma gaiola de proteção em aço inoxidável para que os corpos de prova fossem colocados dentro da mesma durante o aquecimento, conforme ilustra a Figura 07.b.

Figura 07 – (a) Mufla utilizada para o aquecimento dos corpos de prova. (b) Tela moeda utilizada para proteger a mufla de possíveis lascamentos do concreto. (c) Posicionamento das vigas e corpos de provas para o aquecimento.



Fonte: Do autor (2017).

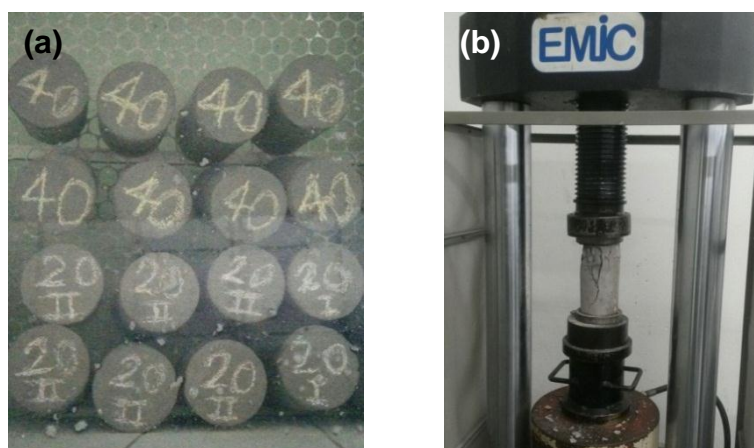
2.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL

Simultaneamente à concretagem das vigas, foram moldados 16 corpos-de-prova (seguindo as especificações da norma NBR 5738:2002) com dimensões padrões (diâmetro 10 cm e altura 20 cm), conforme ilustra a Figura 08.a, com o objetivo de caracterizar a resistência do concreto através do ensaio de compressão axial simples, sendo que para cada dosagem foram confeccionados 8 corpos-de-prova, dos quais 6 foram submetidos aos mesmos patamares de temperatura das vigas (400 °C e 800 °C), e 2 foram mantidos em temperatura ambiente. Os ensaios de compressão axial foram realizados no Laboratório de Materiais de construção civil

(LMCC), nos mesmos dias dos ensaios de flexão a três pontos. Para tal ensaio foram seguidas as especificações da norma NBR 5739:2007.

Para este ensaio, foram utilizados tais equipamentos: prensa hidráulica da marca EMIC modelo PC200I, com capacidade máxima de 2000 kN (Figura 08.b), juntamente com um computador utilizando o software TESC - Test Script, que fornece recursos para leitura e obtenção de resultados dos ensaios. A carga foi aplicada de forma contínua até que ocorresse uma queda na força de carregamento indicada no equipamento, a qual mostra a ruptura do corpo de prova.

Figura 08 - (a) Identificação dos corpos-de-prova. (b) Ensaio de compressão axial.



Fonte: Do autor (2017).

Para cálculo da resistência à compressão, a Equação 01 foi utilizada:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad \text{Equação (01)}$$

Onde:

f_c = resistência à compressão (MPa);

F = carga máxima obtida no ensaio (N);

A = área do corpo de prova (mm²).

2.4 ENSAIO DE FLEXÃO A TRÊS PONTOS

Tanto as vigas submetidas a altas temperaturas como as vigas de referência, que permaneceram em temperatura ambiente, foram submetidas aos ensaios de flexão a

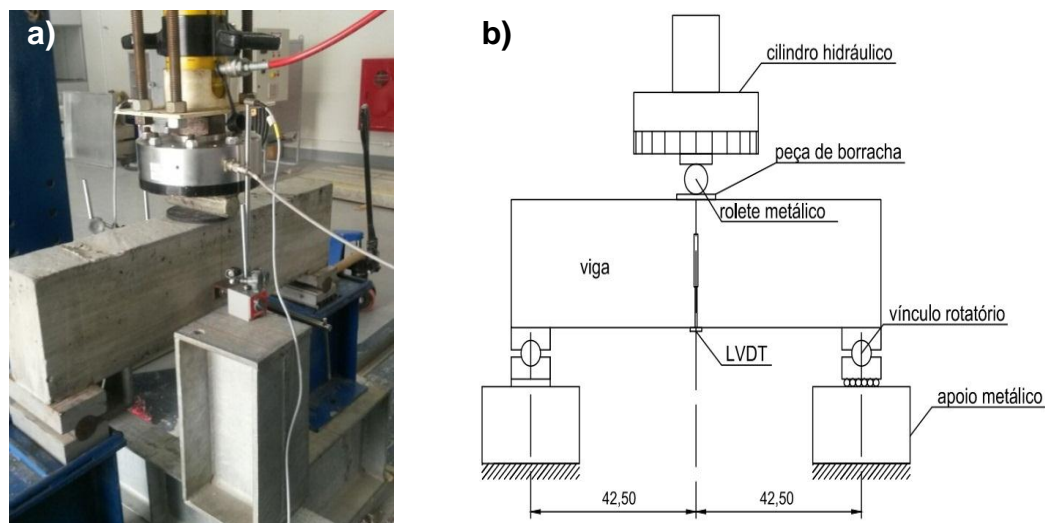
três pontos. Os ensaios foram realizados no Laboratório Experimental de Estruturas (LEE) da UNESC. Para a realização dos ensaios, foi usada como base à norma americana ASTM C293 – 02.

As vigas foram posicionadas sob um pórtico metálico, sobre dois apoios de 10 cm cada, um em cada extremidade, sendo um de primeiro gênero e o outro de segundo gênero, e foi aplicada uma carga através de um cilindro hidráulico com capacidade de 500 kN. A carga foi aplicada no centro da face superior da viga, apoiada sobre um rolete, conforme indicam as Figuras 09.a e 09.b. A partir da célula de carga posicionada na base do cilindro, obtiveram-se os valores de carga. Os deslocamentos no vão central da viga foram verificados a partir dos LVDT (Linear Variable Differential Transformer), da marca HBM, que consistem em dois transdutores indutivos de deslocamentos de 100 mm, posicionados no vão central da viga. Para leitura dos dados, foi utilizado o sistema Quantum X® MX 840, que utiliza o software Catman Easy®, ambos da marca HBM.

A partir do ensaio foram feitas as seguintes verificações:

- Carga quando atingido o deslocamento máximo permitido por norma ($L/250$);
- Carga na ruptura;
- Evolução dos deslocamentos durante o carregamento.

Figura 09 – Ensaio de flexão a três pontos (a) posicionamento da viga. (b) Esquema de posicionamento da viga.



Fonte: Do autor (2017).

3 RESULTADOS E DISCUSÕES

No presente capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos após os ensaios mecânicos realizados durante este estudo.

3.1 ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL

Segundo Costa e Pignata (2002, pg 3), o “*spalling*” explosivo é frequente para concretos de alta resistência, porém tal fenômeno não é comum para taxas de aquecimento muito baixas, da ordem de 1 °C/min a 5 °C/min. A taxa de aquecimento utilizada no presente trabalho foi de 3 °C/min, sendo que nenhum dos corpos-de-prova e vigas sofreram deslocamentos explosivo, fato esse que condiz com a literatura citada.

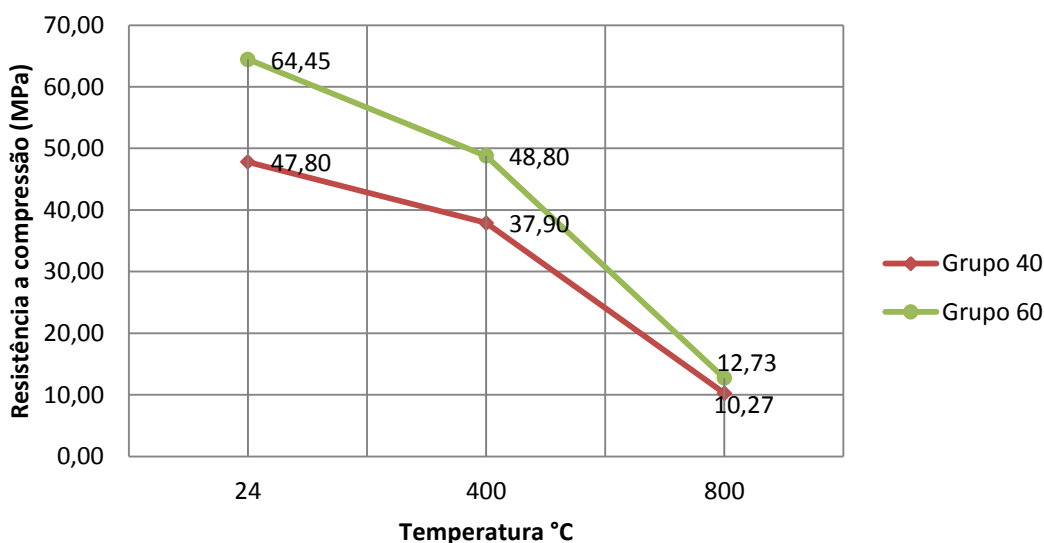
A Tabela 05 e a Figura 10 apresentam os valores obtidos após a realização do ensaio de resistência a compressão axial simples, o qual todos os corpos-de-prova foram submetidos.

Tabela 05 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial.

	Temperatura de exposição (°C)	Corpo de prova	Tensão a compressão axial (MPa)	Média das tensões (MPa)	% Reduzido	Desvio Padrão
Grupo 40	Ambiente	CP 11 – I	47,3	47,80	0,00	0,758
		CP 12 – I	48,3			
	400 °C	CP 21 – I	36,4	37,90	20,71	2,174
		CP 22 – I	36,9			
		CP 23 – I	40,4			
	800 °C	CP 31 – I	10,5	10,27	78,52	0,230
		CP 32 – I	10,1			
		CP 33 – I	10,2			
Grupo 60	Ambiente	CP 11 – II	61,6	64,45	0,00	3,994
		CP 12 – II	67,3			
	400 °C	CP 21 – II	49,0	48,80	24,28	2,200
		CP 22 – II	47,0			
		CP 23 – II	50,4			
	800 °C	CP 31 – II	12,5	12,73	80,24	1,081
		CP 32 – II	11,8			
		CP 33 – II	13,9			

Fonte: Do autor (2017).

Figura 10 – Gráfico de Temperatura x Resistência.



Fonte: Do autor (2017).

Conforme ilustra a Figura 10, observa-se que a resistência à compressão de todos os traços reduz à medida que a temperatura aumenta.

Segundo Chan (*et al.* 1999, *apud* CASTRO, PANDOLFELLI, 2011):

Com relação ao efeito sobre a perda de resistência dos concretos, as altas temperaturas podem ser divididas em três faixas, isto é, entre 20 °C e 400 °C, entre 400 °C e 800 °C e acima de 800 °C. Na faixa entre 20 °C e 400 °C, o concreto de alta resistência sofre maiores perdas de resistência do que o concreto convencional. Na faixa entre 400 °C e 800 °C, apesar da diminuição da diferença da taxa de perda de resistência entre os concretos convencional e o de alta resistência, ambos perdem a maior parte de sua resistência original, especialmente para temperaturas acima de 600 °C. É nesta faixa de temperatura que ocorre a indesejável desidratação do gel de C-S-H da pasta de cimento, considerada crítica em termos de perda da resistência. Acima de 800 °C, apenas uma pequena porção (aproximadamente 30%) da resistência original é mantida para ambos os concretos.

Conforme indica a Tabela 04, foram obtidos os seguintes resultados: na primeira faixa o concreto convencional perdeu cerca de 20% da resistência original, já o concreto de alta resistência perdeu cerca de 24% (o concreto de alta resistência teve uma perda maior de resistência). Essa diferença não se apresentou maior devido aos valores de resistência do concreto projetado para obter 40 MPa alcançarem uma resistência muito próxima de 50 MPa. Na segunda faixa ambos os concretos perderam aproximadamente 80% de sua resistência inicial, mantendo apenas 20% da resistência original. Esses resultados condizem com a literatura analisada.

3.2 ENSAIO DE FLEXÃO A TRÊS PONTOS

Após a realização dos ensaios de flexão a três pontos em todas as vigas, obtiveram-se os seguintes resultados:

3.2.1 CARGAS PARA DESLOCAMENTO L/250

A Tabela 06 apresenta os resultados obtidos para as cargas aplicadas no instante em que ocorre o máximo deslocamento vertical estabelecido pela norma NBR 6118:2014, que é igual a L/250 (L = vão teórico da viga), que nesse trabalho resultou em $850/250 = 3,4$ mm.

Tabela 06 – Resultados dos ensaios de flexão três pontos para o deslocamento máximo previsto por norma (L/250).

	Temperatura de exposição (°C)	Viga	Carga (kN)	Média das cargas (kN)	% Reduzido	Desvio Padrão
Grupo 40	Ambiente	V11 - I	55,33	53,82	0,00	2,14
		V12 - I	52,30			
	400 °C	V21 - I	52,62	53,22	1,11	0,85
		V22 - I	53,82			
	800 °C	V31 - I	36,05	36,18	32,78	0,18
		V32 - I	36,30			
Grupo 60	Ambiente	V11 - II	45,63	46,55	0,00	1,30
		V12 - II	47,47			
	400 °C	V21 - II	48,56	49,32	-5,95	1,02
		V22 - II	50,48			
		V23 - II	48,92			
	800 °C	V31 - II	42,93	39,88	14,34	2,80
		V32 - II	39,28			
		V33 - II	37,43			

Fonte: Do autor (2017).

Para o grupo 40 observa-se uma perda gradativa na capacidade resistente a flexão com o aumento da temperatura. As vigas aquecidas a 400 °C apresentaram uma redução de 1,11% na carga que leva à flecha limite quando comparada com as vigas de referência. Já a 800 °C a perda de resistência foi de 32,78%.

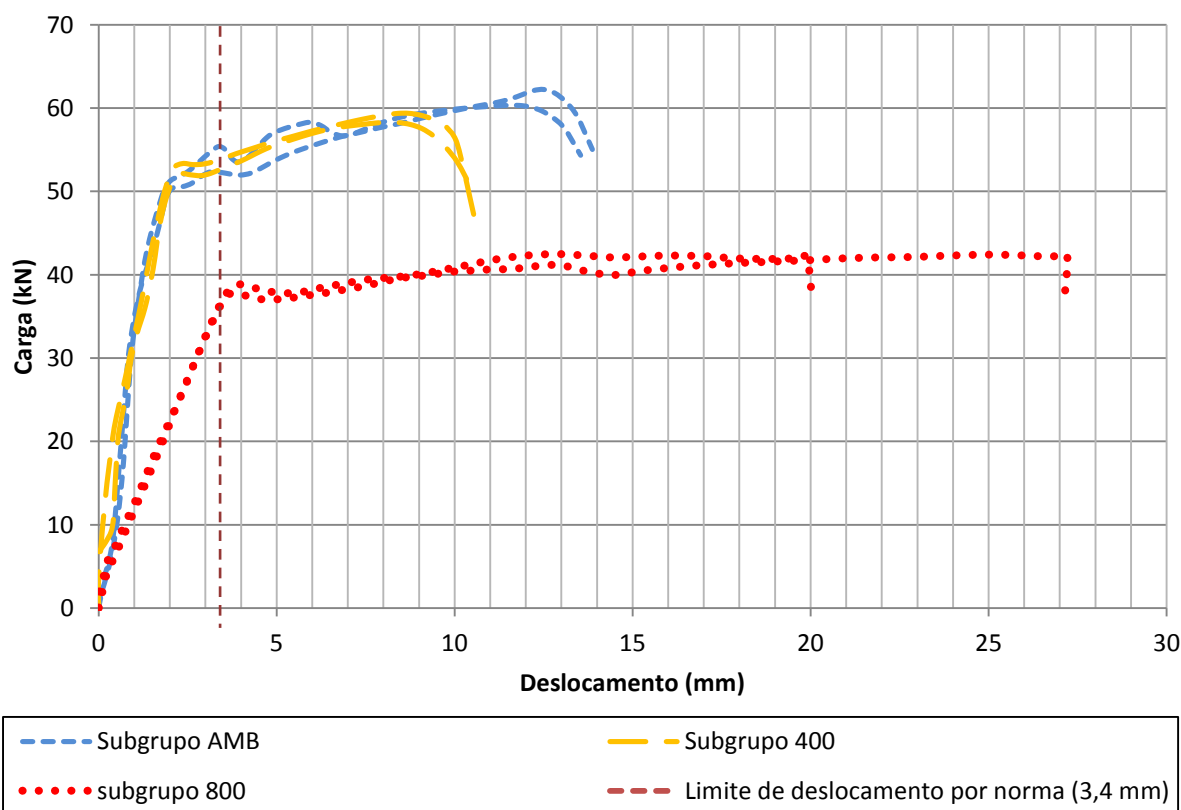
Já no grupo 60 observa-se nas vigas a 400°C um ganho de resistência de 5,95% na carga que leva deslocamento máximo limite quando comparada com as vigas que

ficaram na temperatura ambiente, e então ocorre uma perda de 14,34% da resistência aos 800 °C. O ganho de resistência observado nas vigas expostas a 400 °C pode estar relacionado com erros durante o ensaio de flexão a três pontos.

3.2.2 EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DURANTE O CARREGAMENTO

Nas Figuras 12 e 13, estão plotados os gráficos construídos a partir de todas as vigas ensaiadas referentes a cada grupo. Para o grupo 40 (Figura 12), observa-se que com o aumento da temperatura, ocorre gradativamente um aumento na região plástica do material, levando a um aumento das deformações máximas e a uma diminuição das cargas máximas. Observa-se também que apenas as vigas do subgrupo 400 ultrapassam o limite de deslocamento por norma antes ou durante o limite de proporcionalidade do material.

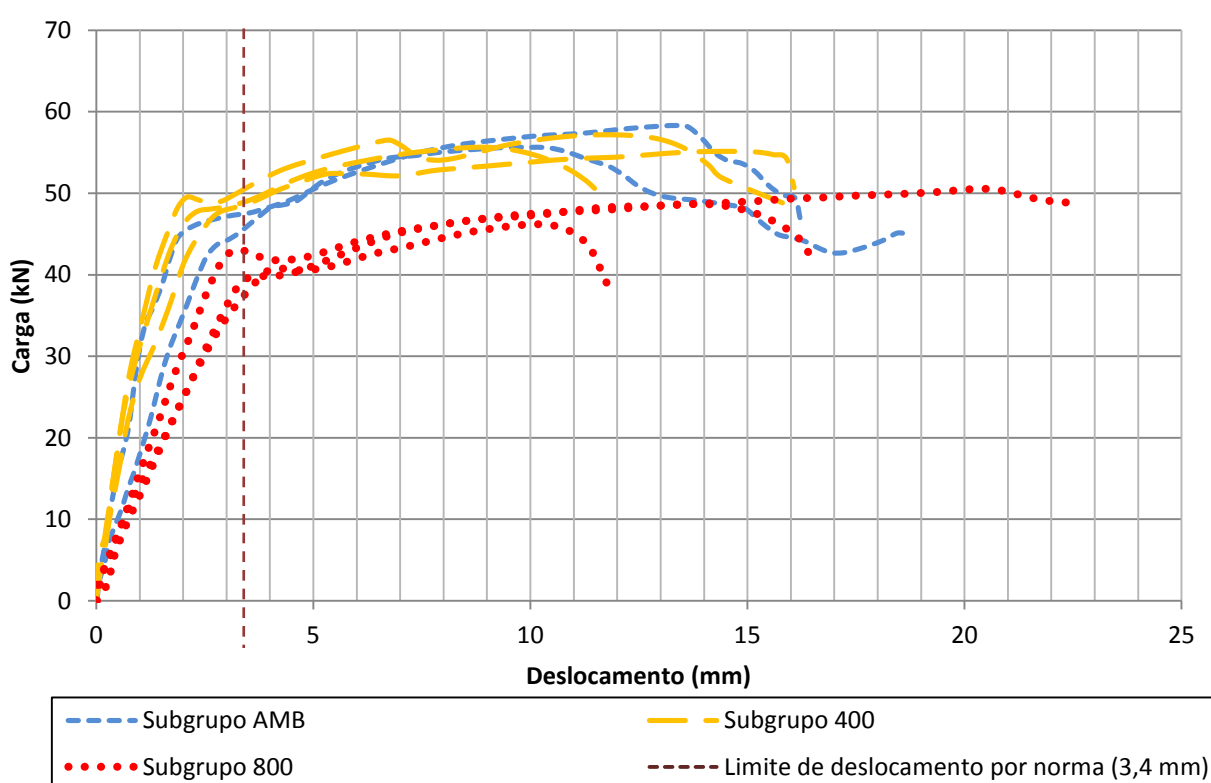
Figura 12 – Gráfico de Carga x Deslocamento (Grupo 40).



Fonte: Do autor (2017).

Já para o Grupo 60 (Figura 13), as vigas do subgrupo 400 apresentaram maior resistência inicial em relação aos outros subgrupos, porém na região plástica obtiveram menor resistência em relação às vigas do subgrupo AMB. As deformações máximas das vigas do subgrupo 400 foram inferiores aos outros subgrupos. Observa-se também que apenas as vigas do subgrupo 800 ultrapassam o limite de deslocamento por norma antes ou durante o limite de proporcionalidade do material.

Figura 13 – Gráfico de Carga x Deslocamento (Grupo 60).



Fonte: Do autor (2017).

3.2.3 CARGAS NA RUPTURA

Na Tabela 07 são apresentados os resultados para as cargas no instante da ruptura das vigas do Grupo 40 e Grupo 60. Observam-se para os dois grupos que ocorreu uma pequena redução da resistência nas vigas expostas a 400 °C, e uma redução considerável da resistência nas vigas de 800 °C.

Tabela 07 – Resultados dos ensaios de flexão três pontos para as cargas no instante de ruptura.

	Temperatura do forno (°C)	Viga	Carga Máxima (kN)	Média das Cargas (kN)	% Reduzido	Desvio Padrão
Grupo 40	Ambiente	V11 - I	60,33	61,28	0,00	1,35
		V12 - I	62,23			
	400 °C	V21 - I	58,30	58,84	3,99	0,76
		V22 - I	59,37			
	800 °C	V31 - I	42,42	42,45	30,73	0,05
		V32 - I	42,49			
Grupo 60	Ambiente	V11 - II	55,63	56,97	0,00	1,89
		V12 - II	58,31			
	400 °C	V21 - II	55,13	55,98	1,73	1,06
		V22 - II	57,17			
		V23 - II	55,63			
	800 °C	V31 - II	48,67	48,46	14,93	2,19
		V32 - II	50,54			
		V33 - II	46,18			

Fonte: Do autor (2017).

3.2.4 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Realizou-se isoladamente para cada grupo a análise estatística Anova (Análise de Variância) através do software Microsoft Office Excel®, para verificar se os subgrupos AMB, 400 e 800 de cada grupo apresentaram resultados distintos no que se refere ao carregamento para atingir o deslocamento máximo permitido por norma (L/250), o carregamento máximo para levar as vigas à ruptura, e a resistência à compressão axial. Os resultados estão representados nas Tabelas 08, 09, 10, 11, 12 e 13.

Tabela 08: ANOVA - Carga no deslocamento máximo permitido por norma (L/250) - grupo 40.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	401,3352	2	200,6676	113,0497	0,001498	9,552094
Dentro dos grupos	5,325116	3	1,775039			
Total	406,6603	5				

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 09: ANOVA - Carga no deslocamento máximo permitido por norma (L/250) - grupo 60.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	139,505	2	69,75249	17,90265	0,005256	5,786135
Dentro dos grupos	19,48105	5	3,896211			
Total	158,986	7				

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 10: ANOVA - Carga na ruptura - grupo 40.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	419,2733	2	209,6367	262,74377	0,000428	9,552094
Dentro dos grupos	2,393625	3	0,797875			
Total	421,6669	5				

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 11: ANOVA - Carga na ruptura - grupo 60.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	118,5229	2	59,26147	19,24924	0,00448	5,786135
Dentro dos grupos	15,3932	5	3,078639			
Total	133,9161	7				

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 12: ANOVA – Resistência a compressão axial - grupo 40.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	1989,122	2	994,561	493,0078	0,0000018	5,786135
Dentro dos grupos	10,08667	5	2,017333			
Total	1999,209	7				

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 13: ANOVA – Resistência a compressão axial - grupo 60.

ANOVA						
Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	3653,057	2	1826,529	374,7238	0,0000036	5,786135
Dentro dos grupos	24,37167	5	4,874333			
Total	3677,429	7				

Fonte: Do autor (2017).

Nesta análise, para que os valores sejam considerados estatisticamente iguais, o valor de F tem que se apresentar menor que o valor de F crítico, caso contrário, se F for maior que o F crítico, os valores são estatisticamente diferentes. Neste caso, percebemos que para as seis considerações desta análise, todos os valores foram estatisticamente diferentes a um nível de confiança de 95%. Entretanto esta análise não demonstra quais são os valores que diferem entre si dentro de cada grupo. Para tal análise, realizou-se o teste Tukey com a utilização do software past. Os dados obtidos estão representados nas tabelas a seguir:

Tabela 14: Test Tukey – Carga no deslocamento máximo permitido por norma
(L/250) - Grupo 40.

	AMB	400	800
AMB	-	0,8995	0,002092
400	0,6316	-	0,002297
800	18,72	18,09	-

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 15: Test Tukey – Carga no deslocamento máximo permitido por norma
(L/250) - Grupo 60.

	AMB	400	800
AMB	-	0,3307	0,02757
400	2,253	-	0,006811
800	5,424	7,677	-

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 16: Test Tukey – Carga na ruptura - Grupo 40.

	AMB	400	800
AMB	-	0,1386	0,00068
400	3,872	-	0,000911
800	29,81	25,94	-

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 17: Test Tukey – Carga na ruptura - Grupo 60.

	AMB	400	800
AMB	-	0,8052	0,006484
400	0,907	-	0,01088
800	7,767	6,86	-

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 18: Test Tukey – Resistência à compressão axial - Grupo 40.

	AMB	400	800
AMB	-	0,001409	0,000287
400	11,18	-	0,000287
800	42,38	31,2	-

Fonte: Do autor (2017).

Tabela 19: Test Tukey – Resistência à compressão axial - Grupo 60.

	AMB	400	800
AMB	-	0,001319	0,000287
400	11,37	-	0,00029
800	37,56	26,2	-

Fonte: Do autor (2017).

Nesta análise, os valores apresentados em vermelho (valores menores que 0,05 ou nível de confiança de 95%) indicam que houve diferença significativa entre os grupos adjacentes a ele. Analisando as quatro considerações que foram feitas em relação às vigas (Tabelas 14, 15, 16 e 17), observa-se que o subgrupo 400 não apresentou diferença significativa em relação ao subgrupo AMB em nenhuma das considerações. Já o subgrupo 800 apresentou diferenças significativas em relação aos subgrupos AMB e 400 em todas as considerações. Analisando também as duas

considerações feitas em relação à resistência à compressão axial (Tabelas 18 e 19), observou-se que todos os subgrupos diferem significativamente entre si.

4. CONCLUSÕES

Após os ensaios realizados e análise dos dados, pode-se chegar as seguintes conclusões:

- Para os dois grupos de vigas estudados não foram observadas diferenças significativas de resistência entre os patamares de temperatura ambiente e 400 °C;
- Para o Grupo 40, os subgrupos 400 e 800, quando comparados com o subgrupo AMB, apresentaram reduções de 1,11%, e 32,78% respectivamente, nos valores de carga para atingir a flecha limite estabelecida pela NBR 6118:2014. Conclui-se então, que as vigas submetidas às altas temperaturas deformam mais com menor valor de carga aplicada, indicando redução no módulo de elasticidade da peça.
- Para o Grupo 60, considerando os valores de carga para atingir a flecha limite estabelecida pela NBR 6118:2014, o subgrupo 400 teve um acréscimo de 5,95%, e o subgrupo 800 teve uma redução de 14,34%, quando comparados com o grupo AMB. Esse acréscimo de temperatura pode estar relacionado com erros durante o ensaio de flexão a três pontos.
- Em relação à carga máxima suportada, as vigas dos subgrupos 400 e 800 do Grupo 40, quando comparados às vigas do subgrupo AMB, apresentaram reduções de 3,99%, e 30,73% respectivamente, enquanto que as vigas dos subgrupos 400 e 800 do Grupo 60, quando comparados com o subgrupo AMB, apresentaram reduções de 1,73%, e 14,93% respectivamente. Conclui-se então que ocorre uma redução crescente da resistência em função da temperatura, isto é, para temperaturas maiores, observam-se taxas maiores de perda de resistência por acréscimo de calor.
- Com a análise dos gráficos de carga x deformação, foram observados para os dois grupos uma diminuição no módulo de elasticidade das vigas do subgrupo 800. Observou-se também que essas vigas ultrapassam o limite de

deslocamento estabelecido pela NBR 6118:2014 antes ou durante o limite de proporcionalidade do material.

5. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se para trabalhos futuros o mesmo estudo, porém com as seguintes variações:

- Repetir o estudo inserindo outros patamares de temperatura entre 400 e 800 °C;
- Utilizar mais vigas e corpos-de-prova para cada patamar de temperatura;
- Adotar um resfriamento brusco para as vigas após o aquecimento, simulando uma situação real de incêndio;
- Comparar as deformações e resistência de ruptura para resfriamento lento x resfriamento brusco.
- Discutir sobre a perda de rigidez em função do módulo de elasticidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 5739**: Concreto: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 5738**: Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 14432**: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASTM C293: Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam With Center-Point Loading). West Conshohocken, USA, 2002.

MARCELLI, Mauricio. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. São Paulo: Editora Pini LTDA, 2007. 260 p.

COSTA, C. N. e PIGNATTA, V. S. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. XXX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. Brasília, DF. 2002.

BRITEZ, Carlos Amado e COSTO, Carla Neves. Ações do fogo nas estruturas de concreto. In ISAIA, Geraldo Cechella (editor). **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: IBRACON, 2011. 1968 pg.

ROSSO, T. **Incêndios e arquitetura**, Apostila. São Paulo: FAUUSP, 1975.

CASTRO, A. L. de; TIBA, P. R. T.; PANDOLFELLI, V. C. Fibras de polipropileno e sua influência no comportamento de concretos expostos a altas temperaturas : revisão = Polypropylene fibers and their influence on the behavior of concretes exposed to high temperatures: review . **Cerâmica**, São Paulo, v. 57, n. 341 , p.22-31, mar. 2011.

OLIVEIRA, Tiago A. de C. P. de. **Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas**. 2006. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife.

AURICH, Mauren. **Modelo da ligação entre concreto e armadura na análise de estruturas de concreto pelo método dos elementos finitos**. 2001. 132 f. Dissertação (Pós-graduação em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SILVA, D. S. **Propriedades mecânicas residuais pós incêndio de concreto usado na construção civil na grande Florianópolis**. 2009. 102 f. Dissertação (Pós-graduação em engenharia civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia de Estruturas, Santa Catarina.

VARGAS, Felipe Machado. **Avaliação experimental da resistência à flexão de vigas de concreto armado sujeitas a situação de incêndio**. 2014. 19 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.